

TÚNELES CONSTRUIDOS CONVECCIONALMENTE: CRITERIOS DE DISEÑO

Gianfranco Perri – *Profesor de Diseño de Túneles en la Universidad Central de Venezuela*

1. INTRODUCCIÓN

A manera de premisa, se resumen a continuación los aspectos más sobresalientes que constituyen los principios básicos de los Criterios de Diseño de Túneles (*Perri, 2002*):

- Un túnel es una cavidad que debe ser estabilizada a corto y a largo plazo, desde su apertura hasta toda la vida útil establecida para la obra.
- Los factores de seguridad de la cavidad y de la obra, serán diferentes según se trate del corto plazo (durante la construcción), o del largo plazo (durante el ejercicio). Además que de factores de seguridad podrá tratarse de márgenes de seguridad, o de probabilidad de falla de la cavidad. A corto plazo se aceptarán factores de seguridad relativamente bajos o probabilidades de falla relativamente elevadas (por ejemplo 5%), mientras que a largo plazo se impondrá una probabilidad de falla extremadamente baja y compatible con el carácter de obra de infraestructura vital que posea el túnel.
- Las rocas y los macizos rocosos que las albergan, son elementos naturales intrínsecamente heterogéneos y anisótropos y sin embargo, en determinadas circunstancias, dependiendo del factor escala de la aplicación específica, pueden ser considerados razonablemente homogéneos e isotrópicos. En estos casos pero, su caracterización física y mecánica (geomecánica) es recomendable que sea expresada en términos estadísticos mediante la adopción de adecuadas distribuciones probabilísticas que permitan reflejar fehacientemente la naturaleza variable de cada una de las propiedades consideradas numéricamente dentro de los algoritmos empleados en los análisis y cálculos del diseño.
- El comportamiento geo-estático de una excavación subterránea depende, entre otros tantos factores, de las características geomecánicas del medio natural en el que se opera, de las sollicitaciones naturales preexistentes en el medio, del proceso y procedimiento constructivo adoptados incluyendo la naturaleza misma del eventual soporte instalado y de las circunstancias específicas de tal instalación. Lo anterior se puede reflejar suficientemente en la oportuna definición de “clase de comportamiento de la excavación”, que pasa, entre otros factores y dependiendo de las circunstancias específicas de cada sección, a través de la caracterización geomecánica del medio (geomecánica del macizo rocoso a excavar), de las condiciones geo-estáticas del frente de excavación y de la definición del estado de sollicitaciones naturales (profundidad del túnel y densidad del macizo en primera instancia).
- Las formas de la excavación, del soporte y del revestimiento, deben ser seleccionadas en manera tal que resulten estáticamente eficientes, constructivamente factibles y económicamente óptimas, para lo cual en principio estarán caracterizadas por una forma de herradura, o por un único arco de círculo menor que en la solera, la cual podrá ser seleccionada, compatiblemente con eventuales exigencias de gálibo, desde plana hasta curva con el mismo radio que el resto de la sección, a medida en que la calidad geomecánica de la excavación vaya pasando de óptima a extremadamente precaria.

- El soporte primario, o de primera fase, debe garantizar la seguridad de los trabajadores y la estabilización de la cavidad a corto plazo y se pone en obra en condiciones ambientales que pueden llegar a ser incómodas, hostiles y hasta peligrosas, por lo cual los controles de su calidad son normalmente limitados y pueden llegar a ser deficientes, recomendándose en consecuencia no asignar a tal soporte una confiabilidad estructural formal de largo plazo, sino solamente una tarea de colaboración, limitada a algunas funciones y aspectos de algunos de sus componentes específicos. El soporte primario conservativo (concreto proyectado, costillas metálicas y pernos de contención) deberá ser integrado con elementos de refuerzo mecánico o mejora del macizo rocoso (por ejemplo, pernos metálicos, vidrioresinas, inyecciones, etc.) o de pre-soporte (por ejemplo, arcos troncocónicos de micropilotes, o de *jet grouting*, o de concreto en precorte) toda las veces que tal integración resulte necesaria o beneficiosa a los fines de la seguridad y de un adecuado control de la estabilización de la cavidad a corto plazo y que al mismo tiempo redunde en el establecimiento de condiciones estáticas de mayor eficiencia para las funciones del revestimiento definitivo.
- La deformación del núcleo de avance de la excavación representa un elemento fundamental de control de la estabilidad de la excavación misma y por lo tanto, el controlar y limitar la deformación del núcleo (extrusión) incrementando adecuadamente su rigidez, juega un rol determinante sobre la estabilidad misma del túnel. Lo anterior deriva de la comprobada existencia de un ligamen estrecho entre el fenómeno de extrusión del núcleo al frente y los fenómenos de pre-convergencia y convergencia de la cavidad con dependencia cronológica entre los fenómenos de deformación de la cavidad y los que afectan previamente al núcleo del frente de excavación, así como de un ligamen igualmente estrecho entre la inestabilidad o el colapso del frente o núcleo de avance y la consecuente inestabilidad o colapso de la cavidad, aún si previamente estabilizada.
- En el diseño y la excavación de un túnel debe privar el principio observacional, basado sobre el sistemático monitoreo, especialmente de la convergencia de la cavidad, durante todas las fases de ejecución de la obra y como herramienta fundamental de complemento imprescindible de los análisis y cálculos efectuados en las etapas del diseño previas al inicio de las obras. Sobre la base de los resultados de tal monitoreo se establecerá y cuantificará en definitiva la real total necesidad de soporte primario a instalar para estabilizar temporalmente la cavidad.
- El revestimiento definitivo, debe garantizar el adecuado factor de seguridad o la confiabilidad de la obra, absorbiendo las cargas que se estime le sean aplicadas a largo plazo, según los criterios establecidos. En tales cargas, en principio, no se incluirían las acciones sísmicas, a menos que se trate de secciones específicas correspondientes a circunstancias consideradas especialmente sensibles a las acciones sísmicas, tales como secciones muy superficiales secciones excavadas en sectores geológicos especialmente desfavorables (brechas de falla, etc.). En las secciones de revestimiento en que no resulte requerida una cuantía relevante de acero de refuerzo para absorber solicitaciones estáticas, se deberá colocar acero dimensionándolo para controlar el agrietamiento por retracción, o se podrá eliminar tal acero y eventualmente sustituirlo con una adecuada cuantía de fibras, dependiendo de las limitaciones que se impongan a la aceptabilidad de desarrollo de las referidas grietas. Cuando el revestimiento no resulte de exigencias estructurales sus funciones serán, entre otras, facilitar la ventilación, garantizar la regularidad geométrica de la sección, evitar la degradación de la roca expuesta, mejorar la impermeabilización; en estos casos su espesor será el mínimo compatible con exigencias tecnológicas.

2. GEOMECÁNICA DE LA EXCAVACIÓN

Así como se detallará ampliamente al comentar lo relativo a las “Clases de comportamiento de la excavación”, son ciertamente muy numerosos y de naturaleza compleja todos los factores que en una específica sección subterránea concurren a determinar el comportamiento geo-estático de la cavidad que se abre para la construcción de un túnel, siendo la profundidad misma del túnel uno de estos factores y sin embargo, para cada túnel es por lo general posible definir un rango de coberturas (de profundidad del túnel) dentro del cual tal factor geométrico incide en el comportamiento geomecánico de la sección solamente de manera no relevante y por lo tanto prácticamente despreciable.

Se trata de un concepto obviamente no nuevo y sobre cuya aceptación se basaron bien sea métodos muy antiguos y bien sea métodos más recientes, en unos casos para estimar las cargas actuantes sobre el soporte de un túnel y en otros casos hasta para definir la estructura misma del soporte a aplicar: *Terzaghi 1946, Protodyakonov 1960, Wickham 1972, Bieniawsky 1973*, son solamente los cuatro ejemplos más importantes y los que más han sido aplicados en la practica ingenieril.

Todos estos métodos en efectos, aunque siguiendo criterios procedimientos y formalidades distintas entre si, para determinar el soporte de un túnel hacen directa referencia solamente a las dimensiones de la sección y a las características geomecánicas del medio dentro del cual se ejecuta la excavación.

Pero, este mismo fundamento conceptual a menudo se ha revelado ser una limitante de cada uno de los referidos métodos, ya que las evidencias prácticas en cada vez más numerosos casos han reiteradamente y a menudo contundentemente demostrado que las características geomecánicas del medio excavado, aunque ciertamente constituyen un, o el, elemento fundamental en el gobierno del comportamiento geo-estático de una sección de túnel, no siempre resultan suficientes por si solas a cumplir cabalmente con tal objetivo.

En otras palabras, en un túnel pueden darse circunstancias debido a las cuales el comportamiento geo-estático resulta evidentemente diferente a igualdad de características geotécnicas del medio excavado, con lo cual queda demostrado que hay otros factores que pueden incidir: dentro de estos factores, ciertamente son importantes las condiciones tensionales naturales existentes en el medio previamente a la misma excavación, o las eventuales cercanas condicionantes geométrico-topográficas de la superficie (*Perri, 2005*).

De hecho en cada determinado túnel pueden y deben definirse dos coberturas límites, una inferior y otra superior y dentro del rango de coberturas así delimitado, que a menudo puede resultar bien amplio y posiblemente dominante para un normal túnel, es en principio aceptable asumir que el comportamiento geomecánico de la sección y en consecuencia también las cargas a soportar y finalmente el soporte requerido, puedan ser considerados ser esencialmente función de las características geomecánicas del medio a excavar, con lo cual es en principio más sencillo definir cada específica situación y luego también diseñar el soporte necesario para cada sección geo-mecánicamente individualizada y suficientemente caracterizada (ver más adelante el tema específico de la caracterización geomecánica de los macizos rocosos).

Por el contrario, afuera de estas coberturas límites, afuera o sea de las secciones intermedias, intervienen también otros aspectos a incidir contundentemente sobre el comportamiento geomecánico de la excavación: los elementos tensionales y deformatorios ligados al estado de tensión natural pre-existente a la excavación para las coberturas elevadas (secciones profundas) y los equilibrios rígido-cinemáticos ligados a la proximidad de la sección a la superficie topográfica externa para las bajas coberturas (secciones superficiales).

Finalmente, es importante desde ya anticipar que en cuanto a los valores absolutos de las referidas coberturas límites, no pueden avanzarse dimensiones precisas ni universalmente valederas ya que para ambos casos, estos valores pueden cambiar en cada túnel porque a su definición efectiva concurren, además de la forma y dimensiones de la excavación misma, también y nuevamente las específicas características geomecánicas del medio a excavar: cuanto más mecánicamente competente resulta ser el medio a excavar, tanto más baja puede resultar la cobertura límite inferior y tanto más elevada puede resultar la cobertura límite superior, o sea, tanto más amplio puede resultar el rango práctico de las coberturas intermedias donde el comportamiento mecánico de las secciones resulta ser controlado esencialmente por las solas características geomecánicas del medio.

3. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA

La identificación y caracterización de los terrenos que estarán afectados por las excavaciones, es el punto de partida del complejo proceso por el cual transita el proyecto de un túnel y tal identificación está directamente ligada a los resultados de lo que se denomina tradicionalmente estudio geológico, o levantamiento geológico, o sencillamente geología del área de emplazamiento de la obra subterránea.

Tal referida identificación y eventual agrupación de los terrenos, es importante que sea realizada también con criterio ingenieril y no solamente geológico, en el sentido de considerar en todo momento las condiciones y las propiedades físicas y mecánicas de los materiales y del conjunto.

Ya que el túnel será finalmente excavado y construido dentro del macizo rocoso a su escala natural, será este medio el objetivo final de la caracterización geomecánica, aunque la misma pasará en secuencia, por la caracterización del o de los materiales (rocas intactas) que conforman al macizo y luego por la caracterización de las estructuras (discontinuidades) que interrelacionan entre si los mismos materiales componentes del macizo.

El macizo rocoso, en función de la densidad de fracturas y de la orientación de las mismas (grado de anisotropía), puede ser esquematizado con un modelo continuo, discontinuo, o continuo equivalente.

En los casos de aplicación de un modelo discontinuo, el objetivo fundamental de la caracterización es individuar las características geométricas y de resistencia de las discontinuidades específicas, utilizando para ello alguna de las metodologías disponibles que se han propuesto para tal fin, por ejemplo por *Barton (1973)*, entre otros autores.

Para los casos de macizos rocosos representables con un modelo continuo o con uno continuo equivalente de acuerdo con la metodología propuesta por *Hoek y Brown (1997)*,

para estimar los parámetros geomecánicos de resistencia y deformación de los macizos rocosos que puedan ser considerados macroscópicamente isótropos en relación con la escala de la aplicación específica, se requiere el conocimiento de los tres siguientes parámetros básicos, dos de ellos relativos a los materiales rocosos que conforman el macizo, la resistencia a la compresión inconfiada y la fricción y el tercero, el índice geomecánico GSI (Hoek, 1994), relativo a la macro-estructura del macizo:

- La resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta “ σ_{ci} ”
- La constante “ m_i ” que define el carácter friccionante de la roca
- El Geological Strength Index “GSI” del macizo rocoso.

Se anexan dos tablas que resumen los posibles rangos numéricos correspondientes a cada uno de los dos primeros parámetros referidos, las cuales pueden ser utilizadas en primera aproximación para estimar los valores de estos dos parámetros para una determinada roca, en ausencia o a complemento de ensayos de laboratorio.

Luego también se anexa el diagrama relativo a la definición y determinación del tercer parámetro, el GSI.

El siguiente paso es la estimación de las cuatro características geomecánicas básicas de resistencia y deformación del macizo rocoso:

- El ángulo de fricción del macizo rocoso “ ϕ_m ”
- La cohesión del macizo rocoso “ c_m ”
- La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso “ σ_{cm} ”
- El módulo de deformación del macizo rocoso “ E_m ”.

Para ello Hoek (2002) sugiere las siguientes relaciones empíricas:

$$\begin{aligned} \phi_m &= \sin^{-1}[(6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1})/(2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1})] \\ c_m &= \sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma_{3n}]/(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}/(1+a)(2+a)[1+(6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1})/((1+a)(2+a))]^{0.5} \\ \sigma_{cm} &= \sigma_{ci}[(m_b+4s-a(m_b-8s))*(m_b/4+s)^{a-1}]/[2(1+a)(2+a)] \\ E_m &= 1000(\sigma_{ci}/100)^{1/2}10^{(GSI-10)/40} \quad (\text{en MPa}) \end{aligned}$$

Siendo: $\sigma_{3n} = \sigma_{3max}/\sigma_{ci}$ $(\sigma_{3max}/\sigma_{cm}) = 0.47(\sigma_{cm}/\gamma H)^{-0.91}$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad a = 0.5 + (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})/6$$

Con “H” profundidad del túnel y “D” factor de perturbación constructiva: igual a “0” para condiciones no disturbadas e igual a “1” para voladuras no bien controladas.

Field estimates of uniaxial compressive strength of intact rock.

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, peridotite, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, sandstone, schist
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Concrete, phyllite, schist, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, claystone, potash, marl, siltstone, shale, rocksalt,
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock, shale
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

* Grade according to Brown (1981).

** Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.


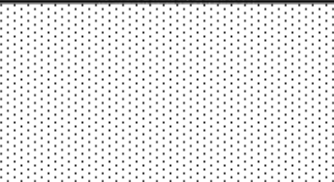
Values of the constant m_i for intact rock, by rock group¹. Note that values in parenthesis are estimates. The range of values quoted for each material depends upon the granularity and interlocking of the crystal structure – the higher values being associated with tightly interlocked and more frictional characteristics.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
	Non-Clastic	Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated*		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal			Porphyries (20 ± 5)	Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

¹ Note that this table contains several changes from previously published versions. These changes have been made to reflect data that has been accumulated from laboratory tests and the experience gained from discussions with geologists and engineering geologists.

GSI de Macizos Rocosos Foliados y No Foliados

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR EL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI)		CONDICIÓN SUPERFICIE DE DISCONTINUIDAD									
ESTRUCTURA											
MACIZOS NO FOLIADOS	MACIZOS FOLIADOS		DISMINUCIÓN EN CALIDAD DE SUPERFICIE								
		AUMENTO EN LA PRESENCIA DE MACIZOS FOLIADOS O DISMINUCIÓN DEL ENTRAMBAMIENTO ENTRE BLOQUES	90	80	70	60	50	40	30	20	10
<p>INTACTO O MASIVO macizo rocoso con pocas discontinuidades, carentes de planos de foliación</p>									N/A	N/A	
<p>NO FOLIADO/FRACTURADO macizo rocoso poco perturbado consistente de bloques cúbicos formados por tres sistemas ortogonales de discontinuidades, muy bien unidos entre sí</p>	<p>POCO FOLIADO macizo rocoso parcialmente fracturado con hasta tres sistemas de discontinuidades. Puede contener intercalaciones delgadas de rocas foliadas</p>									N/A	
<p>NO FOLIADO/MUY FRACTURADO macizo rocoso parcialmente perturbado consistente de bloques angulares unidos entre sí, formados por cuatro o más sistemas de discontinuidades</p>	<p>MODERADAMENTE FOLIADO macizo rocoso fracturado constituido por intercalaciones de rocas foliadas y no foliadas en proporciones semejantes</p>										
<p>NO FOLIADO/PERTURBADO macizo rocoso plegado y/o fallado con bloques angulares formados por la intersección de varios sistemas de discontinuidades</p>	<p>FOLIADO macizo rocoso plegado y/o fallado, muy fracturado, donde predominan las rocas foliadas, con ocasionales intercalaciones de rocas no foliadas</p>										
<p>NO FOLIADO/DESINTEGRADO macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente unidos entre sí</p>	<p>MUY FOLIADO macizo rocoso plegado y/o fallado, muy fracturado, constituido únicamente por rocas muy foliadas</p>								N/A	20	
<p>NO FOLIADO/PULVERIZADO macizo rocoso totalmente fracturado producto de la alteración tectónica, carente de bloques</p>	<p>BRECHADO/CIZALLADO macizo rocoso muy plegado, alterado tectónicamente, con aspecto brechoide,</p>										N/A

4. CLASE DE COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN

El comportamiento geo-estático de una excavación subterránea o, aún más esquemáticamente, la "clase de comportamiento de la excavación", depende de la combinación de un conjunto de numerosos factores que, con el máximo de la simplificación, pueden identificarse como: - el estado de sollicitación natural preexistente en el medio a excavar y - la resistencia geomecánica del mismo.

El estado de sollicitación natural, en primera aproximación y a falta de elementos adicionales como por ejemplo mediciones directas o indirectas en sitio, puede asociarse directamente con la profundidad o cobertura (H) de la excavación y la geomecánica del medio a excavar puede, también con una cierta aproximación, asociarse por un lado con la resistencia de los materiales dominantes en el medio y por el otro lado con la macroestructura geomecánica del macizo (fracturas, alteraciones, anisotropías y morfologías de las superficies de las discontinuidades, entre otros).

Para identificar y sintetizar tal geomecánica del medio, en primera instancia se pueden usar diferentes índices de calidad geomecánica como por ejemplo el RMR de Bieniawsky, el Q de Barton, el RSR de Wikham, etc., o los más recientes RMi de Palmstrom y en especial el GSI (Geological Strength Index) de Hoek (1994).

En condiciones de sollicitaciones naturales que resulten considerablemente elevadas en relación con la resistencia del macizo natural y simplificando un poco más, puede hacerse directamente referencia a la resistencia a la compresión no confinada del macizo rocoso (σ_{cm}) y ponerla directamente en relación con el estado de sollicitación natural (γH), siendo (γ) la densidad del macizo rocoso, introduciendo para tal correlación el importante concepto de "índice de competencia de la excavación" ($IC = \sigma_{cm} / \gamma H$) el cual resulta de gran utilidad al momento de discriminar la clase de comportamiento de la excavación en las circunstancias descritas.

Al contrario, para condiciones de valores elevados del referido índice (IC), así como generalmente ocurre a coberturas moderadas, donde las sollicitaciones naturales resultan naturalmente bajas, puede resultar suficientemente condicionante y discriminante de la clase de comportamiento de la excavación, la calidad geomecánica del macizo (determinable por ejemplo mediante el GSI) por sí sola.

Dentro de este orden de ideas y para fines prácticos, las posibles clases de comportamiento de la excavación pueden en principio agruparse en por lo menos cinco, identificándolas por ejemplo con las letras mayúsculas de A a E y definiéndolas caracterizándolas de acuerdo con un comportamiento de la excavación de calidad decreciente y establecido en función de todo un conjunto de numerosos y variados elementos, estimables algunos y observables o inclusive misurables otros: - los factores de seguridad del frente y de la cavidad ($FS_f - FS_c$) - las convergencias del frente y de la cavidad ($\epsilon_o - \epsilon$) - el radio de plastificación (R_p) - el GSI y el IC, entre otros posibles.

La tabla que sigue intenta resumir las principales características, peculiaridades y propiedades de cada una de estas cinco clases de comportamiento de la excavación e incluye también una pre-selección del soporte asociable a cada una de aquellas.

CLASES DE COMPORTAMIENTO Y PRESELECCIÓN DEL SOPORTE (Perri, 2005-2006-2007)

CLASE	COMPORTAMIENTO	COBERTURA		PRESELECCIÓN DEL SOPORTE <i>(Túnel de apr. 10m de diámetro)</i>
		ALTA - IC -	BAJA - GSI -	
A	Estabilidad al frente Estabilidad en la cavidad Eventuales inestabilidades (cinematismos de bloques) $FS_f > 2.5$ $FSc > 2.5$ $\varepsilon < 1\%$ $\varepsilon_o \ll 0.5\%$ (Rp/Ro = 1)	> 0.45	> 60	Concreto Projectado (10 cm) + Pernos L = 4 m (eventuales)
B	Estabilidad al frente Cavidad algo inestable $FS_f \approx 2$ $FSc \approx 1$ $1\% < \varepsilon < 2.5\%$ $\varepsilon_o \leq 0.5\%$ (1 < Rp/Ro < 2)	0.3 - 0.45	40 - 60	Concreto Projectado (14 cm) + Costillas livianas @ 1.5 m o, Pernos L= 6 m (13 @ 1.5 m)
C	Frente próximo al equilibrio Cavidad inestable $FS_f \approx 1$ $FSc < 1$ $2.5\% < \varepsilon < 5\%$ $0.5\% < \varepsilon_o < 1\%$ (2 < Rp/Ro < 4)	0.2 - 0.3	30 - 50	Concreto Projectado (16 cm) + Costillas medianas @ 1.25 m o, Pernos L= 6 m (15 @ 1.00 m)
D	Frente inestable Cavidad inestable (grandes deformaciones) $FS_f < 1$ $FSc \ll 1$ $5\% < \varepsilon < 10\%$ $\varepsilon_o > 1\%$ (Rp/Ro > 4)	0.15 - 0.2	20 - 40	Concreto Projectado (20 cm) + Costillas pesadas @ 1.25 m + Refuerzo del frente + Pernos de refuerzo (eventuales)
E	Inestabilidad generalizada (macizo muy débil y/o zona de fallas) $FS_f \ll 1$ $FSc \ll 1$ $\varepsilon > 10\%$ $\varepsilon_o \gg 1\%$ (Rp/Ro >> 4)	< 0.15	≤ 20	Concreto proyectado (≥ 20 cm) + Costillas pesadas @ 1 m + Refuerzo del frente + Pernos de refuerzo + Pre-solera (eventual) + Pre-soporte (eventual)

5. CARGAS DE DISEÑO

Una vez preseleccionado cualitativamente el soporte necesario a la adecuada estabilización del túnel, basado en la determinación de la clase de comportamiento de la excavación de acuerdo con las pautas establecidas con anterioridad, para elaborar un más ajustado diseño estructural es luego necesario proceder con los correspondientes análisis y cálculos, para lo cual el elemento básico lo constituye la determinación de las cargas actuantes sobre la estructura del soporte, además obviamente de la calibración de la rigidez de los terrenos que acogerán la misma estructura del soporte a diseñar (Perri, 2006 y 2007).

Así como ya comentado con anterioridad, también para la determinación de las cargas actuantes sobre el soporte de una sección de túnel, es en práctica conveniente y necesario diferenciar las secciones de excavación de acuerdo con su correspondiente rango de coberturas (H): “bajas - intermedias – altas”.

La anteriormente identificada cobertura límite inferior, representa para un determinado túnel aquel valor (H_i) que delimita las secciones bajas de las intermedias y la antes identificada cobertura límite superior, representa para el mismo túnel aquel valor (H_s) que delimita las secciones intermedias de las altas.

La experiencia hasta ahora acumulada en el diseño y construcción de los muchos kilómetros de túneles excavados convencionalmente en ambientes geológicos venezolanos de distinta naturaleza, desde aquellos caracterizados por macizos rocosos constituidos por rocas metamórficas foliadas en condiciones físicas muy variables entre descompuestas y frescas hasta aquellos caracterizados por rocas masivas con igual variabilidad de sus condiciones físicas y pasando también por terrenos residuales y sedimentarios, ha permitido identificar para las referidas coberturas límites dimensiones comprendidas entre 75 y 150 metros para H_s y dimensiones comprendidas entre 10 y 25 metros para H_i .

En cada caso particular, el valor específico de la cobertura límite depende de las dimensiones de la sección (por ejemplo del ancho, o diámetro equivalente “b”) y de las características geomecánicas del terreno (por ejemplo del grupo geomecánico de pertenencia “GGi”, dentro de un rango de ‘i’ estimable de 1 a 5 y asociable en primera instancia al índice de calidad geomecánica de Hoek “GSI”).

En primera aproximación, se ha estimado que en general los valores correspondientes a las dos coberturas límites responden bastante aceptablemente a las siguientes relaciones:

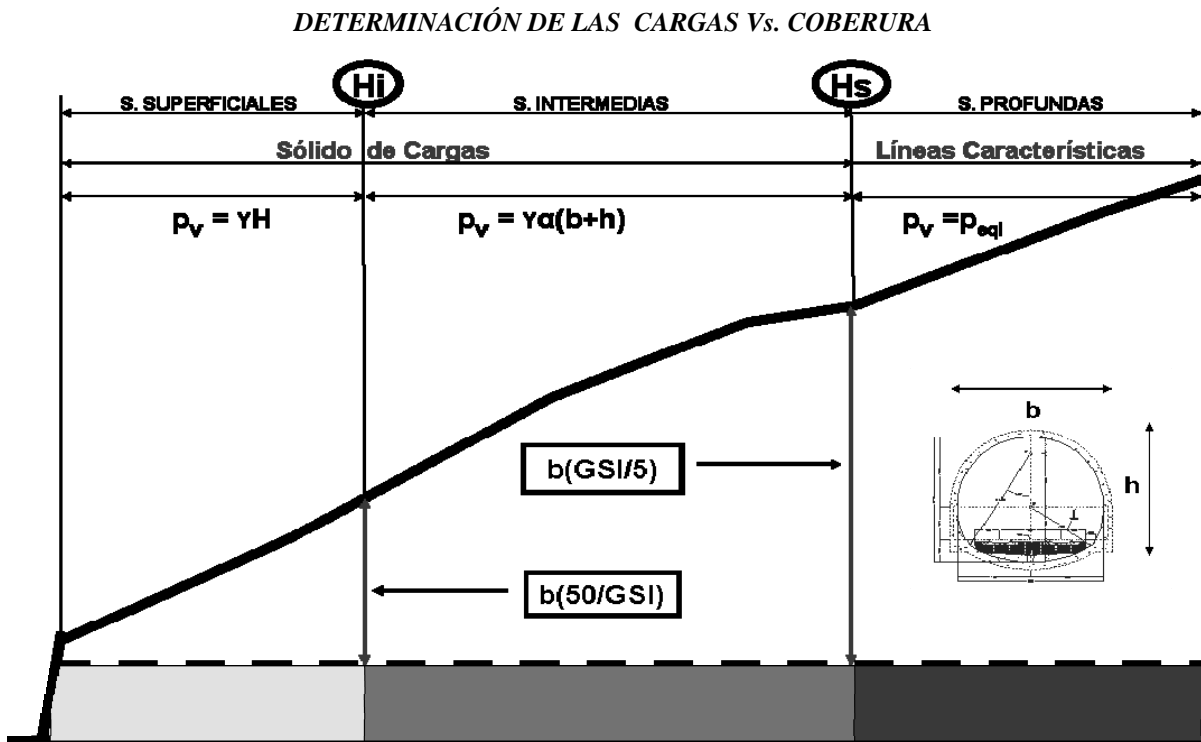
$$H_i = b (50/GSI) \quad \text{y} \quad H_s = b (GSI/5)$$

COBERTURAS LÍMITES $H_i - H_s$ (en m - por rangos de 5 m y para $b = 11$ m)

$H_{(m)}$ GSI:	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$H_i = b(50/GSI)$	35	30	20	20	15	15	10	10	10	10
$H_s = b(GSI/5)$	35	45	55	65	75	90	100	110	120	130

Se observa que, así como ya comentado en ocasiones anteriores, con el aumentar de la calida geomecánica del macizo a excavar se amplía el rango de las coberturas intermedias (disminuyendo H_i y aumentando H_s) para las cuales resulta prácticamente inmediato asociar, sea el comportamiento geomecánico de la sección, sea la clase de comportamiento de la excavación y sea finalmente el soporte a instalar, a solamente las características geomecánicas del macizo rocoso a excavar: el G_{Gi} , o en primera instancia el solo G_{SI} , para una específica dimensión de la sección del túnel.

De acuerdo con la cobertura de una determinada sección del túnel, las cargas actuantes sobre el soporte se estiman generalmente siguiendo dos diferentes metodologías: la metodología del “sólido de cargas” en los casos de coberturas moderadas, inferiores a H_s , y la metodología de las “líneas características” en los otros casos, de coberturas altas, superiores a H_s .



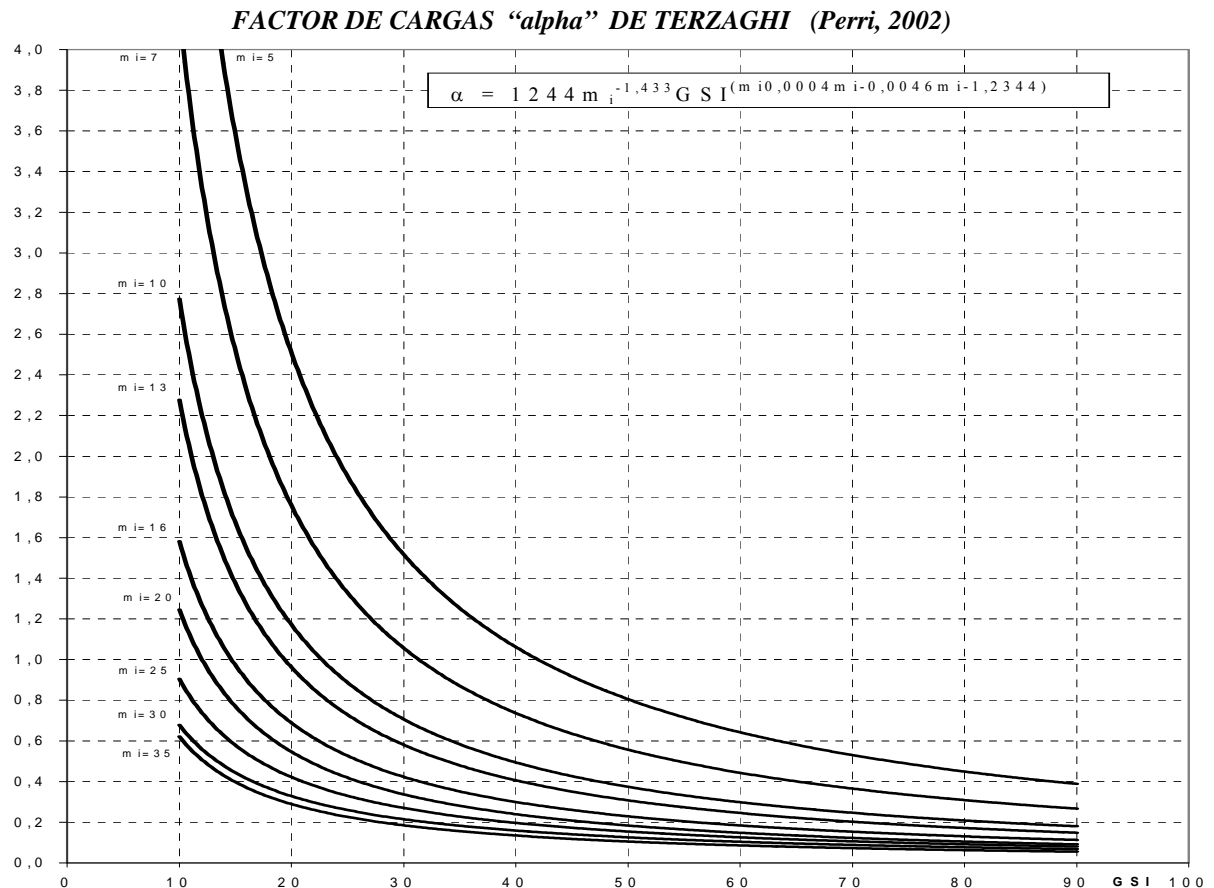
Para las secciones de excavación con coberturas bajas y clasificables como “*superficiales*” ($H \leq H_i$), la carga de equilibrio de contraste sobre el soporte primario será de magnitud igual a las cargas gravitacionales (γH) correspondientes a un sólido de altura coincidente con la cobertura específica.

Para las secciones de excavación bajo coberturas moderadas y clasificables como “*intermedias*” ($H_i < H \leq H_s$), la carga de equilibrio de contraste actuante sobre el soporte primario será igual a la presión correspondiente a la base de un sólido de altura: $H_p = \alpha(b+h)$, siendo “ α ” un coeficiente de proporcionalidad lineal (de Terzaghi) función de las características geomecánicas del terreno y siendo “ b ” el ancho y “ h ” la altura de la sección del túnel.

El coeficiente de proporcionalidad (α) es función de "GSI" y "mi", según se refleja en el gráfico anexo y que responde aproximadamente a la fórmula (Perri, 2002):

$$\alpha = 1244 m_i^{-1,4330} GSI^{(0,0004 * m_i^2 - 0,0046 * m_i - 1,2344)}$$

Para las secciones clasificables como "profundas" ($H > H_s$), las cargas de equilibrio de contraste actuantes sobre el soporte primario serán las radiales que resulten de un análisis de interacción por líneas características.



6. SOPORTES PRIMARIOS

En la moderna tecnología de túneles los soportes colocados durante la excavación se componen de un conjunto de elementos resistentes, el principal de los cuales es el concreto proyectado preferiblemente reforzado con fibras metálicas (Perri y Otros, 2004) y eventualmente complementado con marcos y pernos metálicos, y los mismos según sea el caso, pueden ser colocados en diferentes combinaciones y cuantías.

A manera de ejemplo, en la tabla que sigue se reportan las características básicas, geométricas y estructurales de cinco posibles típicos soportes primarios básicos, identificándolos con SP-A; SP-B; SP-C; SP-D; SP-E, desde el más liviano al más pesado, y también del soporte especial SP-F el cual, con diferentes modalidades y diferentes integraciones puede ser utilizado en condiciones de excavación especialmente precarias y difíciles.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y ESTRUCTURALES DE SOPORTES TÍPICOS

Tipo	Concreto Proyectado ($f'c=150 \text{ Kg/cm}^2$)	Costillas Metálicas ($f'y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$)	Pernos Metálicos (20 toneladas)	Capacidad (Kg/cm^2)	Rigidez (Kg/cm^3)
SP-A	10 cm	-	puntuales de 4 m	1,5 ($\delta=0,2$)	3,8 ($\delta=0,4$)
SP-B	14 cm	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par costillas	2,5 ($\delta=0,3$)	7,0 ($\delta=0,6$)
		o alternamente 13 pernos x 6m @ 150 cm			7,6 ($\delta=0,8$)
SP-C	16 cm	2 IPN160 @ 125 cm	2 x 4 m @ par costillas	3,5 ($\delta=0,4$)	9,0 ($\delta=0,8$)
		o alternamente 15 pernos x 6m @ 100 cm			9,7 ($\delta=1,0$)
SP-D	20 cm	2 IPN200 @ 125 cm	4 x 6 m @ par costillas	4,5 ($\delta=0,5$)	12,2 ($\delta=1,1$)
SP-E	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	8 x 6 m @ par costillas	5,0 ($\delta=0,6$)	13,6 ($\delta=1,1$)
SP-F	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	4 x 6 m (micropilotes) @ par costillas (H var.)	5,5 ($\delta=0,6$)	15,0 ($\delta=1,2$)

En la tabla de los soportes típicos puede observarse que, con la excepción de las situaciones extremas, para las cuales en un caso ciertamente se trata de situaciones geomecánicas en las que no es necesario integrar el soporte con marcos metálicos y en el otro caso se trata de situaciones geomecánicas en las que es en cambio prácticamente casi inevitable tal uso, en las situaciones intermedias y más recurrentes en la práctica túnelera es siempre posible optar por lo menos entre dos alternativas tecnológicas de soporte: una basada sobre el uso de los marcos metálicos para integrar el concreto proyectado y la otra basada en cambio sobre el uso sistemático y extensivo de los pernos metálicos para integrar el mismo concreto proyectado.

Efectivamente, desde un punto de vista estrictamente estructural, es ciertamente posible alcanzar el mismo objetivo, en cuanto a capacidad estructural o capacidad de contraste del soporte, con ambas alternativas tecnológicas y en consecuencia, la selección práctica finalmente depende en cada caso de varios factores tales como, por ejemplo: la disponibilidad en obra de los mismos elementos, la disponibilidad de los equipos para la colocación en obra de los elementos, el costo comparativo de los elementos en el mercado específico, la efectividad real específica comparativa de cada elemento, las condiciones contractuales, los rendimientos productivos, la experiencia y tradición del constructor.

Naturalmente podría además mencionarse toda una larga serie de distintas ventajas o desventajas técnicas comparativas entre ambas alternativas, pero en este aspecto entraría fácilmente en juego con mucha fuerza la subjetividad de cada quien, con lo cual se terminarían invalidando con facilidad las respectivas posiciones al respecto.

Finalmente, sobre la base de las posibles alternativas de soporte previstas o disponibles en cada proyecto, se debe proceder a la selección de este para cada sección específica de diseño, confrontando los valores de la presión que se espera deba actuar (las cargas) de acuerdo con las coberturas y las posibles condiciones geomecánicas de los terrenos a encontrar (representadas estas por ejemplo por el Geological Strength Index de Hoek), con los valores de la capacidad (las resistencias) de los soportes disponibles.

Se anexa a continuación una tabla para el diseño del soporte primario, recabada de la síntesis de muchos análisis llevados a cabo siguiendo los principios conceptuales hasta ahora comentados, la cual puede ser diligentemente utilizada para fines de un rápido pre-diseño del soporte de túneles con diámetro equivalente en el orden de los 10 metros.

SOPORTES PRIMARIOS BÁSICOS Vs. GSI - IC - H

<i>COBERTURAS <= Hi</i>		<i>Hi < COBERTURAS <= Hs</i>		<i>COBERTURAS > Hs</i>	
GSI <= 20	SP-E	GSI <= 20	SP-E	IC<=0.15	SP-E
20< GSI <= 30	SP-E	20< GSI <= 30	SP-D	0.15< IC<= 0.20	SP-D
30< GSI <= 40	SP-D	30< GSI <= 40	SP-C	0.20< IC<= 0.30	SP-C
40< GSI <= 50	SP-C	40< GSI <= 50	SP-B	0.30< IC<= 0.45	SP-B
GSI > 50	SP-B	GSI > 50	SP-A	IC > 0.45	SP-A

Esta tabla permite seleccionar el soporte sobre la base de la clase de comportamiento de la excavación (desde A hasta E), la cual en primera instancia es referible directamente solamente al GSI (Geological Strength Index) para las secciones de túneles bajo coberturas moderadas ($H \leq H_s$) mientras, para las secciones de túneles bajo coberturas elevadas ($H > H_s$), es necesariamente referible también al ya comentado Índice de Competencia (IC):

$$IC = \sigma_{cm}/\gamma H = (0.0034m_i^{0.8})\sigma_{ci}[1.029+0.025e^{(-0.1m_i)}]^{GSI}/\gamma H$$

En estas secciones profundas, para las cuales además que las características geomecánicas del medio excavado también los efectos tensionales pueden asumir un rol de importancia sobre el control del comportamiento y de la estabilidad, la selección del soporte primario debe responder sea a la condicionante del GSI y sea a la del IC, pudiendo resultar que en algunos casos el control lo ejerza finalmente el primero y en otros casos el segundo.

El principio conceptual ilustrado implica por lo tanto que, para cada túnel e inclusive también para cada sector de túnel en particular, se debe identificar el Grupo Geomecánico (GGi) al cual pertenece el terreno excavado y caracterizarlo detalladamente, determinando entre otros: "GSI", " σ_{ci} " y " m_i ".

Luego, para las secciones de túnel bajo coberturas elevadas, se debe además particularizar el cálculo del Índice de Competencia, función nuevamente de la referida caracterización geomecánica y luego, del estado de sollicitación natural pre-existente (en primera aproximación en función de la cobertura específica).

En las etapas del proyecto de detalle, después de haber así pre-seleccionado el soporte primario en base a GSI e IC, se pasa a la verificación estructural del mismo confrontando para cada sección específica representativa del túnel, su resistencia (o capacidad) con las cargas actuantes (o demanda D), para definitivamente establecer su aceptabilidad o su modifica, sobre la base del criterio del factor de seguridad o de la probabilidad de falla establecidos al respecto. Durante la construcción finalmente, el soporte primario básico diseñado deberá ser integrado con elementos estructurales complementarios previstos para tal fin, todas las veces en que el monitoreo lo indique, de acuerdo con los resultados que el mismo arroje en las diferentes etapas constructivas.

BIBLIOGRAFÍA

- N. BARTON "Review of a new shear strength criterion for rock joints". Eng. Geol. N° 7, 1973.
- N. BARTON et Al. "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support". Rock Mechanics, 1974.
- Z. BIENIAWSKY "Engineering Classification of Jointed Rock Masses". Trans. S.A.I.C.E., 1973.
- H. BIERBAUMER "Die dimensionierung des tunnelmanerwerkes". Leipzig, 1913.
- H. HOEK "Strength of rock and rock masses". ISRM News Journal, 2(2), 4-16, 1994.
- H. HOEK, P. K. KAISER; W.F. BAWDEN "Support of underground excavations in hard rock". Balkema, Rotterdam, 1995.
- E. HOEK & E.T. BROWN "Practical estimates of rock mass strength". Int. J. Rock Mech. Mining Sc. & Geomechanics Abstracts (N° 34), 1997.
- E. HOEK, P. MARINOS, M. BENISSI "Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses". Bull. Engg. Geol. Env. 57 (2). 1998.
- H. HOEK, C. CARRANZA-TORRES; B. CORKUM "Hoek-Brown Failure Criterion 2002 Edition". Proceedings of the North American Rock Mechanics Society Meeting.
- H. HOEK "Practical Rock Engineering" (2007 Ed.) - Rock Ciencias Web Site.
- A. PALMSTRÖM "RMi: A rock mass characterization system for rock engineering purposes". [Ph. D. Thesis], Univ. of Oslo, Norway, pp. 400, 1995.
- G. PERRI A. "Diseño Geotécnico de Túneles". Ediciones Innovación Tecnológica EdIT (262 pgs.), Diciembre 1990, Caracas - Venezuela.
- G. PERRI A. "Prevención y técnicas de estabilización de taludes". I Simposio Panamericano de Deslizamientos de tierra, 01 al 05 Agosto 1994, Guayaquil - Ecuador.
- G. PERRI A. "Caracterización geomecánica de macizos rocosos para el proyecto de túneles. Distribución determinística Vs. Distribución probabilística". XIV Seminario Venezolano de Geotecnia, Noviembre 1996 y Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 73, Diciembre 1997.
- G. PERRI A. "La tecnología jet grouting - CCP en la práctica ingenieril venezolana". XX Convención UPADI 88, 23 al 27 Octubre 1988, La Habana - Cuba.
- G. PERRI A. "Umbrella arch: En el Ferrocarril Caracas – Cúa un método constructivo para túneles en terrenos difíciles basado en la versión moderna de la técnica del Marchavanti". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 74, Junio 1998, Caracas- Venezuela.
- G. PERRI A. "Geomecánica de los túneles: Una visión pragmática". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 74, Junio 1998.
- G. PERRI A. "Características de resistencia de los macizos rocosos y uso del GSI para evaluar las cargas sobre el soporte de túneles poco profundos excavados en rocas". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 74, Junio 1998.

- G. PERRI A. "Validez relativa del valor numérico del factor de seguridad de un talud". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 74, Junio 1998.
- G. PERRI A. "Contribución a la caracterización geomecánica de los macizos rocosos en base al GSI de Hoek". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 75, Enero 1999.
- G. PERRI A. "Underground works and tunneling". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Agosto 1999, Iguazú - Brazil.
- G. PERRI A. "Actividades antropicas y estabilidad geotécnica a largo plazo del Ferrocarril Caracas-Cúa". XVI Seminario Venezolano de Geotecnia, Noviembre 2000, Caracas - Venezuela.
- G. PERRI A. "Proyecto de túneles: Criterios de diseño". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 81, Enero 2002, Caracas - Venezuela.
- G. PERRI A. "Tunnelling in Venezuela. Pasado Presente y Futuro". Seminario Internacional "South American Tunnelling", Febrero-Marzo 2004, Sao Paulo - Brasil.
- G. PERRI A. & G. PLIZZARI; R. PERRI; L. COMINOLI "Revestimiento de túneles en concreto reforzado con fibras metálicas: Principios - Experiencias - Perspectivas". XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9-11 Noviembre 2004, Caracas - Venezuela.
- G. PERRI A. & R. PERRI "Diseño del soporte de túneles en concreto proyectado reforzado con fibras metálicas". XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9-11 Noviembre 2004, Caracas - Venezuela.
- G. PERRI A. "Túneles excavados convencionalmente: Geomecánica Soportes y Revestimientos. La experiencia Italiano-Venezolana". Simposio Colombiano de Túneles y Obras Subterráneas, 28 Octubre 2005, Bogotá - Colombia.
- G. PERRI A. "Clases de comportamiento y cargas de diseño para túneles excavados convencionalmente". VI Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas, 8-13 Octubre 2006, Cartagena - Colombia.
- G. PERRI A. "Behavior category and design loads for conventionally excavated tunnels". XI International Congress on Rock Mechanics, Lisboa - Portugal, 9 -13 Julio 2007.
- M. PROTODYAKONOV "Klassifikacija Gorotvoru" Moscú, 1960. In French T. at O.S. Paris 1974.
- G. RUSSO & G.S. KALAMARAS; P. GRASSO "A discussion on the concepts of Geomechanical Classes, Behaviour Categories and Technical Classes for an Underground". Gallerie e Grandi Opere in Sotterraneo (N°54) Torino - Italia 1998.
- K. TERZAGHI "Rock defects and loads on tunnel supports" In - Rock tunneling with steel support - by Proctor and With, Ohio, 1946.
- M. TRUZMAN "Recopilación Estadística de la Caracterización de los Macizos Rocosos Excavados en los Túneles del Tramo Ferrocarrilero Caracas-Tuy Medio". XIII CPSMGE, Isla de Margarita - Venezuela 2007
- G. WICKHAM at A. "Support determination based on geologic predictions" Proc. Rapid Excavation and Tunneling Conference AIME New York, 1972.